

# 연속교 적용을 위한 양단고정지지 보의 진동수 기반 충격계수 응답스펙트럼 개발

노화성<sup>1</sup>, 이후석<sup>2</sup>, 박경훈<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>전북대학교 토목공학과, <sup>2</sup>한국건설기술연구원 구조융합연구소

## Development of Impact Factor Response Spectrum based on Frequency Response of Both Ends-Fixed Beam for Application to Continuous Bridges

Hwasung Roh<sup>1</sup>, Huseok Lee<sup>2</sup>, Kyung-Hoon Park<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering, Chonbuk National University

<sup>2</sup>Structural Eng. Research Division, Korea Institute of Civil Eng. and Building Tech.

**요약** 교량의 내하성능 추정 관련 연구에서 단순지지 조건의 충격계수 응답스펙트럼을 개발하고 이를 적용한 새로운 단순교의 내하력 평가 모델이 제안되었다. 본 논문에서는 충격계수 응답스펙트럼을 연속교에 적용하기 위해 연속지지 경간 중 내측 경간의 경계조건을 이상적인 양단 고정 경계조건으로 가정하고, 보의 동적 지배방정식을 이용하여 보 중앙에서의 이론적인 최대 동적 및 정적 변위 산출식과 이로부터 충격계수 이론식을 유도하였다. 이론식을 바탕으로 교량 경간 길이 및 감쇠비에 따른 양단지지 조건의 충격계수 응답스펙트럼을 개발하였다. 제안된 충격계수 응답스펙트럼의 적용성을 검증하기 위해 공용 중인 연속교를 대상으로 수치해석을 수행하고 실측 데이터와 비교하였다. 해석은 실측 데이터와 동일하게 6경간 연속교에 차량 하중을 이동 재하 하였으며, 연속지지 내부 경간에서 동적응답을 측정하였다. 교량의 진동수는 가속도 응답을 고속 푸리에 변환(FFT)하여 얻었으며, 제안된 응답스펙트럼으로부터 교량의 경간-진동수를 적용하여 충격계수를 도출하였다. 제안된 모델에 의한 충격계수는 실측 충격계수 유사한 결과를 나타냈으며, 양단고정지지 교량의 진동수 기반 충격계수 응답스펙트럼을 이용한 방법은 실제 연속교에 적용 가능할 것으로 판단된다.

**Abstract** In bridge performance assessments, a new load carrying capacity evaluation model of simple bridges was proposed, which is based on the developed simple support impact factor spectrum. In this paper, a conservative assumption that the inner span with the both ends fixed boundary condition is ideal for applying the impact factor response spectrum for continuous bridges. The impact factor response spectrum has been proposed based on this assumption. The response spectrum by comparing the numerical analysis result and actual measurement data verified the applicability. The analysis was loading the moving load of DB-24 in a six-span continuous bridge, which was the same as the actual measurement data, the dynamic response was measured in the fourth span. The frequency of the bridge was obtained by FFT on the acceleration response and the span-frequency of sample bridge was calculated by the frequency. The impact factor of the sample bridge was determined by applying the span-frequency of the bridge to the proposed response spectrum; it was similar to the result of comparing the actual measured impact factor. Therefore, the method using the impact factor response spectrum based on the frequency response of both ends-fixed beam was found to be applicable to an actual continuous bridge.

**Keywords :** Impact Factor Response Spectrum, Both Ends-Fixed Beam, Load Carrying Capacity Evaluation, Continuous Bridge, Span-Frequency

본 논문은 국토교통부의 지원으로 수행되었음.

\*Corresponding Author : Kyung-Hoon Park(Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology)

Tel: +82-31-910-0565 email: paul@kict.re.kr

Received October 25, 2016

Revised December 5, 2016

Accepted December 8, 2016

Published December 31, 2016

## 1. 서론

공용중인 교량의 유지관리를 위해 국토교통부는 “안전점검 및 정밀안전진단 세부지침[1]”에 따라 교량의 상태평가와 안전성평가를 실시하고 등급을 산정하여 안전성을 판단하고 있다. 특히, 공용기간이 오래되거나 점검 및 진단 결과 안전등급이 낮게 평가된 교량의 경우에는 내하력 평가를 통해 개축여부를 결정하게 된다. 내하력은 교량의 안전성을 판단하기 위한 정량적인 값으로 실제 안전성을 표현하는 가장 대표적인 지표이다. 세부지침에서는 차량하중에 의한 동적거동이 정적응답보다 더 크게 나타나는 것을 충격으로 고려하고 이를 동적증폭(dynamic amplification)을 의미하는 충격계수( $i$ )로 정의하고 있다.

교량의 설계 시에 사용되는 설계 충격계수는 미국, 일본의 경우 교량 경간의 함수로 규정하고 있으며, 캐나다, 스위스 등은 고유진동수의 함수로 규정하고 있다 [2]. 국내의 도로교 설계기준[3]에서는 식 (1)과 같이 경간의 함수로 정의하고 최대값을 0.3으로 규정하고 있다. 여기서,  $L$ 은 최대응력이 발생하는 활하중이 재하된 경간(m)이다.

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad (1)$$

실제 공용중인 교량의 내하력 평가는 세부지침[1]에 따라 설계 충격계수 대신 실측된 충격계수를 사용하고 있다. 그러나 실측 충격계수는 교량의 현재 상태에 따라 많은 영향을 받기 때문에 이를 개선하기 위해 많은 연구들이 진행되었다. 충격계수의 산정을 위해 하중을 재하하고 변위값을 측정하는 방법에 대한 연구[4], 현장 조건에 민감한 실측 충격계수 대신 설계 충격계수의 사용을 제안한 연구[5]등이 수행되었다. 최근에는 교량의 기본 진동 응답과 교량의 경간을 이용하여 최대 충격계수를 계산하는 충격계수 응답스펙트럼을 이용한 내하력 평가 방법에 관한 연구가 진행되었다[6]. 그러나 제안된 충격계수 응답스펙트럼은 단순지지 경계조건의 단경간 교량에 대한 모델로 기존 교량의 많은 부분이 연속지지 형태이므로 연속교에 적용을 위한 추가적인 연구가 필요하다.

본 논문에서는 충격계수 응답스펙트럼을 연속교에 적

용하기 위해서 연속지지 경간 중 내측 경간의 경계조건을 이상적인 양단고정 경계조건으로 가정하고 이론식을 유도하였다. 이를 바탕으로 교량 경간 길이 및 감쇠비에 따른 양단지지 조건의 충격계수 응답스펙트럼을 개발하였다. 또한 공용중인 연속교를 수치모델링하여 동적해석을 수행하고 제안된 충격계수 응답스펙트럼을 이용해 충격계수를 산정하여 실제 측정된 충격계수와 비교하였다.

## 2. 양단고정 경계조건을 고려한 충격계수 응답스펙트럼

기존의 노화성 등[6]은 단순지지 조건에 기반을 둔 충격계수 응답스펙트럼을 제안하고 단순교에 적용하는 연구를 수행하였다. 그러나 대부분의 교량은 동일한 길이에서 단순교에 비해 처짐이 작고, 장경간 건설이 가능한 장점을 갖는 연속지지 교량이다.

본 연구에서는 기존의 충격계수 응답스펙트럼 방법을 연속교에 적용하기 위해 교량의 내측 한 경간이 이상적으로 양단고정의 경계조건을 갖는다고 보수적으로 가정하였다. 이를 위해 식 (2)와 같이 이동하중을 받는 단면이 일정한 보의 수직 변위  $u(x,t)$ 에 관한 동적지배방정식을 사용하였다[7].

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} = P \delta(x-vt) \quad (2)$$

여기서  $EI$ ,  $m$ ,  $c$ 는 각각 보의 휨강성, 질량, 감쇠계수이다.  $P$ ,  $v$ ,  $\delta$ 는 각각 이동하중, 속도, Dirac 함수이다. 수직변위  $u(x,t)$ 를 변위의 형상함수와 시간에 대한 함수의 곱인  $\phi_n(x)q_n(t)$ 로 나타내고 양변에  $\phi_n(x)$ 를 곱하여 적분하면 식 (3)과 같다. 여기서  $\xi_n$ 는 감쇠비로  $c/2\omega_n$ 이다.

$$q_n \omega_n^2 + \ddot{q}_n + 2\dot{q}_n \omega_n \xi_n = \frac{P \phi_n(vt)}{m \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx} \quad (3)$$

경계조건이 양단고정인 경우 형상함수  $\phi_n(x)$ 는 식 (4)와 같고, 교량의 동적거동을 지배하는 모드는 1차 모

드이프로[7],  $\phi_n(x)$ 가 1차 모드일 때  $k = 3\pi/2L$  이 되어 식 (5)와 같이 정리된다.

$$\begin{aligned}\phi(x) &= A(\cos kx - \cosh kx) + \sin kx - \sinh kx \quad (4) \\ \phi_1(x) &= A\left(\cos \frac{3\pi}{2L}x - \cosh \frac{3\pi}{2L}x\right) + \sin \frac{3\pi}{2L}x \quad (5) \\ &\quad - \sinh \frac{3\pi}{2L}x\end{aligned}$$

1차 모드에 관한 식 (5)를 식 (3)에 대입하여 우변항의 분모를 정리하면 식 (6)과 같다.

$$\begin{aligned}\int_0^L [\phi_1(x)]^2 dx &\quad (6) \\ &= \left[ A^2 \left( 1 + \frac{2\cosh(3\pi/2)}{3\pi} + \frac{\sinh 3\pi}{6\pi} \right) + \right. \\ &\quad \left. 2A \left( \frac{2\sinh(3\pi/2)}{3\pi} + \frac{\cosh^2(3\pi/2)}{3\pi} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{2\cosh(3\pi/2)}{3\pi} + \frac{\sinh 3\pi}{6\pi} \right] \\ &= 1.0397L\end{aligned}$$

$x = vt$ 라 하면 1차 모드에서 형상함수  $\phi_n(vt)$  는 식 (7)와 같고, 식 (3)은 식 (8)과 같이 다시 정리된다. 이 때, 식 (8)의 해는 식 (9)와 같다.

$$\begin{aligned}\phi(vt) &= A\left(\cos \frac{3\pi v}{2L}t - \cosh \frac{3\pi v}{2L}t\right) + \sin \frac{3\pi v}{2L}t \quad (7) \\ &\quad - \sinh \frac{3\pi v}{2L}t\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_n \omega_n^2 + \ddot{q}_n + 2\dot{q}_n \omega_n \xi_n &\quad (8) \\ &= \frac{P}{m\gamma L} \left[ A \cos \frac{3\pi v}{2L}t - A \cosh \frac{3\pi v}{2L}t \right. \\ &\quad \left. + \sin \frac{3\pi v}{2L}t - \sinh \frac{3\pi v}{2L}t \right]\end{aligned}$$

$$q(t) = \frac{P}{m\gamma L \omega^2} \left[ d_1 \cos \frac{3\pi v}{2L}t + d_2 \cosh \frac{3\pi v}{2L}t \right. \quad (9) \\ \left. + d_3 \sin \frac{3\pi v}{2L}t + d_4 \sinh \frac{3\pi v}{2L}t \right. \\ \left. + e^{-\xi 2\pi t} (c_1 \cos \omega_d t + c_2 \sin \omega_d t) \right]$$

$$\omega_n = \frac{\left(\frac{1}{2} + n\right) \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \text{ 이고 } \omega = \frac{9\pi^2}{4L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \text{ 이므로}$$

식 (9)는 식 (10)과 같이 정리된다.

$$\begin{aligned}q(t) &= \frac{16PL^3}{81\pi^4 EI \gamma} \quad (10) \\ &\times \left[ d_1 \cos \frac{3\pi v}{2L}t + d_2 \cosh \frac{3\pi v}{2L}t \right. \\ &\quad \left. + d_3 \sin \frac{3\pi v}{2L}t + d_4 \sinh \frac{3\pi v}{2L}t \right. \\ &\quad \left. + e^{-\xi 2\pi f t} c_1 \cos(2\pi f \sqrt{1-\xi^2})t \right. \\ &\quad \left. + e^{-\xi 2\pi f t} c_2 \sin(2\pi f \sqrt{1-\xi^2})t \right] \\ &= \frac{16PL^3}{81\pi^4 EI \gamma} G(t)\end{aligned}$$

여기서  $G(t)$ 는 교량 경간 길이에 해당하는 변수와 차량 속도에 관한 변수를 고려한 경간-진동수( $f_n^*$ )와 시간비( $t_r$ )를 사용하여 정리하면 식(11)과 같다.

$$\begin{aligned}G(t_r) &= \left[ d_1 \cos \frac{3\pi}{2}t_r + d_2 \cosh \frac{3\pi}{2}t_r \right. \quad (11) \\ &\quad \left. + d_3 \sin \frac{3\pi}{2}t_r + d_4 \sinh \frac{3\pi}{2}t_r \right. \\ &\quad \left. + e^{-\frac{2\pi \xi f^*}{v}t_r} c_1 \cos \sqrt{1-\xi^2} \left( \frac{2\pi f^*}{v} \right) t_r \right. \\ &\quad \left. + e^{-\frac{2\pi \xi f^*}{v}t_r} c_2 \sin \sqrt{1-\xi^2} \left( \frac{2\pi f^*}{v} \right) t_r \right]\end{aligned}$$

보의 중앙부에서 최대 동적 및 정적 변위가 발생되고 충격계수  $i$ 를 계산하면 식 (12)와 같다.

$$i = \frac{u_{dynamic} \left( \frac{L}{2}, t_r \right) - u_{static} \left( \frac{L}{2} \right)}{u_{static} \left( \frac{L}{2} \right)} \quad (12)$$

$$= \left[ \frac{1.024}{27} \times \frac{\phi \left( \frac{L}{2} \right)}{\pi^4 \gamma} \times G(t_r) \right] - 1$$

여기서,  $u_{dynamic} \left( \frac{L}{2}, t_r \right) = \frac{16PL^3}{81\pi^4 EI \gamma} G(t_r) \times \phi \left( \frac{L}{2} \right)$

$$u_{static} \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{PL^3}{192EI}$$

식 (12)의 충격계수를 임의의 속도별로 경간-진동수( $f_n^*$ )에 대해서 감쇠비를 변화시켜 그래프로 나타내면 Fig. 1과 같다.

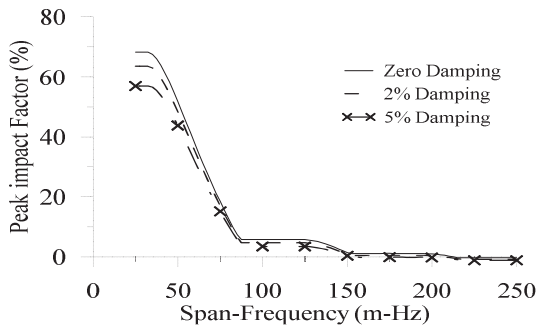


Fig. 1. Impact factor response spectrum of both-ends fixed supported bridges

Fig. 1에서 보듯이 구조물의 점성은 최대 충격계수에 큰 영향을 주지 않고 있으며 경간-진동수( $f_n^*$ )가 클수록 그 점성효과는 미비해짐을 알 수 있다. 또한 경간-진동수( $f_n^*$ )가 약 85 m-Hz이상이 되면 최대 충격계수가 크게 증가함을 알 수 있다. 이는 경간이 작고 매우 유연(flexible)한 교량의 경우 정적처짐에 비해 동적처짐이 상대적으로 크게 증가함을 의미한다.

### 3. 연속교 충격계수 응답스펙트럼 적용

제안된 충격계수 응답스펙트럼을 연속교에 적용하기 위해 실제 공용중인 연속교를 선택하여 수치해석을 수행하였다. 선택된 교량은 6경간 연속교로 2015년 정밀안전진단[8]을 수행하여 고유진동수와 실측 충격계수에 대한 데이터가 존재하며, 교량의 제원과 특성치는 Table 1과 같다.

Table 1. Properties of continuous bridge considered for FE model

| Classification              | Contents              |
|-----------------------------|-----------------------|
| Girder Type                 | Steel Box Girder      |
| Span                        | 50+4@60+50 = 340m     |
| Width                       | 9.75 m                |
| Design compressive strength | 27 MPa                |
| Allowable stress            | 190 MPa (SM490)       |
| Modulus of elasticity       | $2.1 \times 10^5$ MPa |
| Mass density                | $78.5 \text{ kN/m}^3$ |
| Measured frequency          | 1.562                 |
| Measured peak impact factor | 0.052                 |

해석은 범용 유한요소 구조해석 프로그램인 SAP2000[9]을 사용하였으며 프레임 요소를 사용하였다. 감쇠비는 2%를 적용하였으며, 재하 하중은 1축의 DB-24 이동하중을 사용하였으며 80km/h의 속도로 진행시켰다(Fig. 2). 교량의 진동수 파악이 목적이므로 차량 속도는 임의의 값을 사용해도 무방하다.

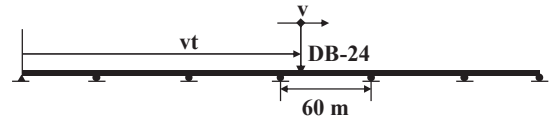


Fig. 2. Modeling of bridge - moving load model

이동하중에 의한 동적가속도응답은 대상 경간 (왼쪽에서 4번째 경간)의 중앙부에서 구하였다. 이 대상경간은 실제 계측 시 차량이 재하된 구간이다[8]. 응답데이터의 시간간격은 0.01초 간격으로 측정하였다. Fig. 3(a)와 (b)는 각각 동적 변위응답과 가속도응답을 나타낸 것이다. 동적 변위응답은 이동하중이 지나가는 시간인 약 7~8초 사이에 최대값을 나타냈으며, 이동하중이 전체 교량에서 완전히 지나간 이후의 파형은 지수함수형태의 자유진동이 아닌 진동이 혼합된 형태를 보였다. 가속도 응답은 이동하중이 교량에 처음 진입할 때와 지나간 이후의 값이 대상 경간을 지나가는 순간보다 크게 나타났다. 이것은 진폭은 작아지나 그 방향이 빠르게 바뀌는 현상을 의미하며, 이동하중이 교량을 통과하면서 교량 전체에 충격효과를 전달하게 되어 나타나는 결과로 판단된다.

Fig. 3(c)는 전체 가속도 응답 중 이동하중이 교량을 통과하고 일정시간이 경과된 후 자유진동응답을 보이는 15~30초 구간에 대해서 고속 푸리에 변환(Fast Fourier Transform, FFT)을 수행한 결과이다. 가장 지배적인 정점(peak)의 진동수는 1.513 Hz로 실제 계측 진동수[8]와 유사하게 나타났으며 다른 고차모드의 정점은 나타나지 않았다. 또한 변위응답 결과에서 나타난 현상과 같이 인접 진동수가 영향을 미치는 것을 확인할 수 있다. 이는 차량하중이 교량을 완전히 지나가더라도 그 잔류진동이 연속교 교량 전 구간에 걸쳐 발생하게 되고, 이 과정에서 다른 진동수를 갖고 있는 인접한 경간들의 변위와 가속도응답이 대상 경간의 동적응답에 간섭을 주기 때문에 나타나는 현상이다.

연속교의 해당 경간 길이 60 m와 해석 모델의 진동수

1.513 Hz에 의해 경간-진동수는 90.82 m-Hz로 계산된다. Table 1에서 보듯이 계측된 기본진동수가 1.562 Hz 이므로 실측된 진동수에 의한 경간-진동수는 93.72 m-Hz이다. Fig. 4는 해석 모델의 진동수 결과와 충격계수 응답스펙트럼에 의해 산출한 충격계수(present study)와 실측된 충격계수(measured)를 비교하여 나타낸 것이다. 수치모델의 경간-진동수를 응답스펙트럼에 적용하여 구해진 충격계수는 4.68%로 나타났다. 실측된 충격계수 5.2%는 실측 진동수에 의한 경간-진동수 위치에 표시하여 나타낸 것이다. 두 충격계수의 차이가 적어 응답스펙트럼을 적용하는 방법이 합리성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

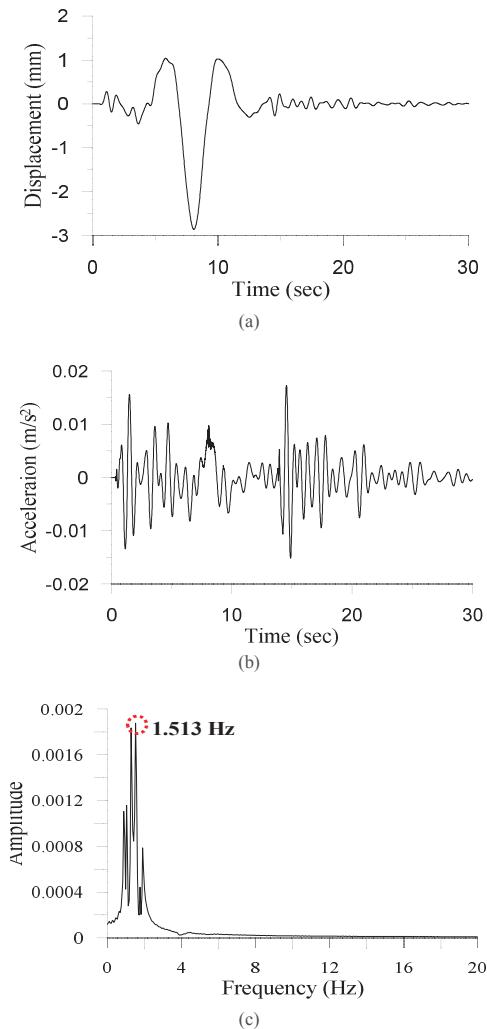


Fig. 3. Dynamic responses of continuous bridge (a) displacement (b) acceleration (c) FFT

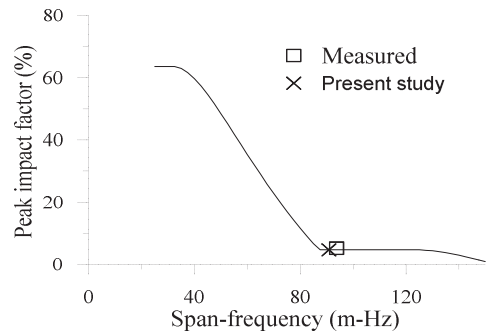


Fig. 4. Comparison of peak impact factors

#### 4. 결론

양단고정지지 보의 진동수 기반 충격계수 응답스펙트럼을 제안하고, 검증을 위해 공용 중인 연속교를 대상으로 수치해석을 수행하여 개발된 모델 및 실측 기반 충격계수의 비교를 통해 적용성을 검증하였다.

연속교에 적용을 위해 연속지지 경간 중 내측 경간의 경계조건을 이상적인 양단고정 경계조건으로 가정하고, 보의 동적지배방정식을 이용하여 보 중앙에서의 이론적인 최대 동적 및 정적 변위 산출식과 이로부터 충격계수 이론식을 유도하였다. 이론식을 바탕으로 교량 경간 길이 및 감쇠비에 따른 양단지지 조건의 충격계수 응답스펙트럼을 개발하였다.

개발된 충격계수 응답스펙트럼의 검증을 위해 실제 공용 중인 강상자형 연속교를 선정하여 동적해석을 수행하였다. 60 m 길이의 연속지지 경간에 임의의 속도로 차량하중을 이동 재하하여 자유진동을 측정하였다. 차량 이동하중이 교량을 통과하며 발생하는 충격효과가 사라진 이후의 측정 가속도 데이터를 FFT 분석한 결과, 거동은 1차 모드에 지배적이며 자유진동수는 1.513 Hz로 나타났다.

해석 모델의 경간-진동수는 90.82 m-Hz이며, 충격계수 응답스펙트럼을 적용한 충격계수는 4.68%로 나타났다. 교량의 실측된 고유진동수는 1.562 Hz이고 충격계수는 5.2%이므로, 두 결과의 충격계수 차이는 미미함을 알 수 있다. 따라서 충격계수 응답스펙트럼을 이용하여 충격계수를 산정하는 것이 합리적인 대안으로 활용될 수 있을 것으로 기대되며, 향후 제안된 방법의 신뢰성을 높이기 위한 다양한 실험적, 해석적 검증이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

## References

- [1] Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (MLTM) and Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation (KISTEC) *Specific Guidelines of Safety Inspection and Precise Safety Diagnosis of Bridges* (in Korean), 2010.
- [2] H. Jung, G. Kim, D. Lee, S. Lee, "An Analysis on the Impact Factors According to Fundamental Frequency Based on the Statistical Data of Dynamic Load Tests of Bridges", *Korean Society of Civil Engineers, KSCE 2009 Convention* (in Korean), pp. 2247-2250, Oct. 2009.
- [3] Korea Road & Transportation Association (KRTA). *Korean Bridge Design Specifications* (in Korean), 2010.
- [4] D. Y. Kim, K. S. Kyung, J. C. Jeon, H. H. Lee, D. I. Chang, "A Reformed Rating Method for Highway Bridges Based on Statistical Analysis of Existing Data", *Journal of Korea Society of Civil Engineering* (in Korean), vol. 19, no. 1-6, pp. 847-857, 1999.
- [5] K. S. Kyung, Y. I. Lee, S. J. Lee, "Analysis of Load Carrying Capacity of Bridges Based on Field Data with Serviced Time", *Journal of Korea Society of Civil Engineering* (in Korean), vol. 35, no. 1, pp. 31-38, 2015. DOI: <https://doi.org/10.12652/Ksce.2015.35.1.0031>
- [6] H. Roh, M. Ryu, K. H. Park, "Development of Load Carrying Capacity Evaluation Model Based on Bridge Frequency Response", *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation* (in Korean), vol. 15, no. 4, pp. 1-8, 2015. DOI: <https://doi.org/10.9798/KOSHAM.2015.15.4.169>
- [7] Y. B. Yang, D. Yau, Y. S. Wu, *Vehicle- Bridge Interaction Dynamics*, World Scientific, 2004. DOI: <https://doi.org/10.1142/5541>
- [8] Jeonju Regional Management Office *G Bridge In-depth safety inspection report* (in Korean), 2015.
- [9] Computers and Structures, Inc. (CSI). SAP2000 Version 17, 2015.

### 노 화 성(Hwasung Roh)

[정회원]



- 1999년 2월 : 한양대학교 대학원 토목공학과 (구조공학석사)
- 2007년 9월 : 뉴욕주립대학교-버팔로 대학원 토목공학과 (구조공학박사)
- 2007년 9월 ~ 2010년 1월 : 미국 동부지진연구센터(MCEER) 연구과학자

- 2010년 8월 ~ 2013년 2월 : 한양대학교 토목환경공학과 연구교수
- 2013년 3월 ~ 현재 : 전북대학교 토목공학과 조교수

<관심분야>

교량공학, 내진공학, 구조동역학, 콘크리트구조

### 이 후 석(Huseok Lee)

[정회원]



- 2008년 2월 : 한양대학교 대학원 토목공학과 (구조공학석사)
- 2013년 2월 : 한양대학교 대학원 건설환경공학과 (구조공학박사)
- 2013년 3월 ~ 2015년 4월 : 한양대학교 ERICA 공학기술연구소 Post-Dr.

- 2016년 5월 ~ 현재 : 한국건설기술연구원 구조융합연구소 연구원

<관심분야>

구조동역학, 수치해석

### 박 경 훈(Kyung-Hoon Park)

[정회원]



- 1998년 8월 : 한양대학교 대학원 토목공학과 (구조공학석사)
- 2006년 2월 : 한양대학교 대학원 토목환경공학과 (구조공학박사)
- 1999년 3월 ~ 2000년 2월 : 한양대학교 강사
- 2000년 3월 ~ 현재 : 한국건설기술연구원 구조융합연구소 수석연구원

<관심분야>

교량공학, 기반시설생애주기관리